

## 多層筋違付架構の履歴挙動に関する実験的研究（その2）

若林 實・柴田 道生

### EXPERIMENTAL STUDY ON THE HYSTERETIC BEHAVIOR OF MULTI-STORY BRACED FRAME (PART 2)

By Minoru WAKABAYASHI and Michio SHIBATA

#### Synopsis

An experimental study is made on the elastic-plastic behavior of multistory braced frame. Four additional specimens are tested to supplement the results in the previous paper. An analytical study is also made to predict the axial and horizontal forces carried by columns adjacent to braces. The investigation shows that the variation of the axial force of side columns is proportional to the horizontal force applied to the system, and that the influence of the axial force variation to the load carrying capacity of the system depends on the cross sectional shape and the slenderness of side columns and on the aspect ratio of the frame.

#### 1. 序

多層筋違付架構では、筋違に隣接する柱は大きな軸力変動を受けるので、その分担水平力を正確に評価して合理的な設計を行うためには、隣接柱の軸力変動が壁体としての履歴柱状に及ぼす影響を明らかにする必要がある。

前報<sup>1)</sup>では、4層(Lシリーズ)および7層(Hシリーズ)程度の1スパン筋違付壁体の第1層部分に相当する小型模型に、繰返し荷重を加える実験を行った結果を報告したが、今回あらたにHシリーズに対して4体の追加実験を行ったので、前報の結果と合せて報告する。

#### 2. 実 験

前報で報告した実験が、柱断面として極端に大きいものと極端に小さいものを持った試験体を対象としていたので、今回の実験はその中間の柱サイズを持つ試験体について計画された。前報での実験では、HシリーズとLシリーズの結果に本質的な差は認められなかったので、今回の追加実験は柱の軸力変動の大きいHシリーズのみを対象とした。今回実験を行った試験体はTable 1中のHS1, HS2, HL1, HL2の4体であり、他の4体HS0, HS3, HL0, HL3は前報でHSL, HSS, HLL, HLSとして報告したものと同一ものである。

試験体の形状・寸法をFig. 1(a)およびTable 1に示す。各試験体の名称は3文字よりなり、第1番目の文字は外力の作用位置、第2番目の文字は筋違の細長比、第3番目の文字は柱断面の大きさに対応させてある。柱および筋違には鋼板を用い、H150×150×7×10を用いたはりおよび基礎ばりにガセット・プレートを介して溶接されている。ガセット・プレートの板厚は、HS0, HS3, HL0, HL3では16mmであったが、今回実験を行ったHS1, HS2, HL1, HL2では20mmの鋼板を用いて接合部を強化した。各試験体とも、溶接組立終了後に焼鈍を行って溶接残留ひずみを除去した。Fig. 1(b)は柱頭部の水平・鉛直変位および回転を測定するための変位計の配置を示し、Fig. 1(c)はひずみゲージの貼付位置を示す。

Table 1 Summary of specimens

		HS0	HS1	HS2	HS3	HL0	HL1	HL2	HL3
Brace	$\sigma_y$ (t/cm <sup>2</sup> )	2.54	2.89	2.89	2.54	2.74	2.90	2.90	2.74
	$B$ (cm)	2.52	2.52	2.54	2.52	5.02	5.00	4.99	5.02
	$D$ (cm)	1.215	1.225	1.218	1.218	0.683	0.609	0.622	0.682
	$l_b$ (cm)	25.70	27.70	27.25	25.65	25.55	27.30	27.30	25.85
	$T_o$ (t)	7.80	8.96	8.96	7.78	9.39	8.85	8.97	9.38
	$\bar{\lambda}_b$	0.406	0.461	0.457	0.404	0.745	0.917	0.912	0.775
Column	$\sigma_y$ (t/cm <sup>2</sup> )	2.54	2.78	2.91	2.57	2.54	2.78	2.91	3.18
	$B$ (cm)	7.99	7.98	8.00	8.00	7.99	7.95	8.00	8.00
	$D$ (cm)	1.200	1.557	2.066	3.58	1.223	1.551	2.044	2.88
	$h$ (cm)	19.78	19.45	19.60	19.85	19.75	19.55	19.45	19.75
	$N_o$ (t)	24.4	34.6	48.0	73.6	24.8	34.3	47.5	73.3
	$P_{fo}$ (t)	1.48	2.78	5.04	13.28	1.53	2.72	4.98	10.68
	$\bar{\lambda}_c$	0.316	0.255	0.195	0.107	0.310	0.258	0.195	0.147

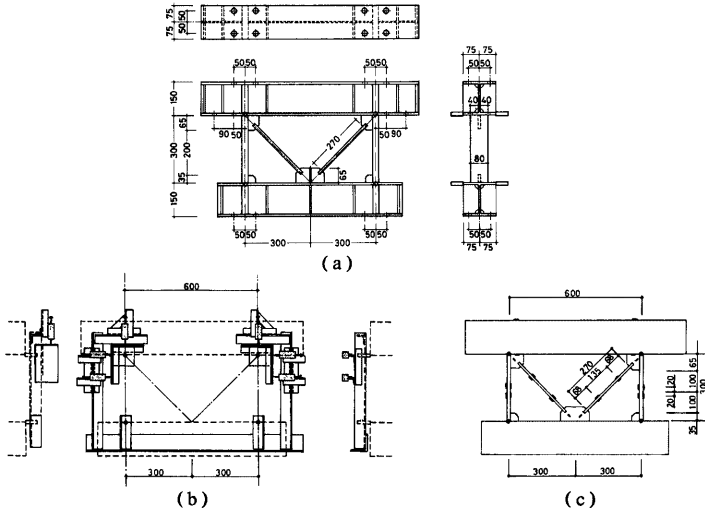


Fig. 1 Test specimen

Fig. 2 に載荷装置の概要を示す。試験体は高力ボルトで反力ビームに固定され、基礎より天より 125 cm の位置で 50t 油圧ジャッキにより繰返し水平力を加えた。

3. 実験結果

Figs. 3, 4 は実験で得られた水平力  $P$  と水平変位  $u$  の関係を示し、縦軸は  $P_{\phi} \equiv 2T_o \cos \phi$  で無次元化されている。ここに  $T_o$ ,  $\phi$  は筋違の引張降伏軸力および取付角である。図中の▽印および▼印は、筋違および側柱が最初に座屈した時点を示す。これらのうち、HS0 と HL0 では柱の座屈が生じているので、その履歴ループ等を他の 6 体と同じ基準で比較することはできない。筋違のみかけの細長比 (材長の 1/2 と回転 2 次半径の比) が  $\lambda \approx 38$  の HS シリーズと  $\lambda \approx 71$  の HL シリーズの差は、履歴ループの形状およびその収束性の差として観察される。筋違細長比の大きい HL シリーズでは、各繰返し振幅における第 1 サイクル

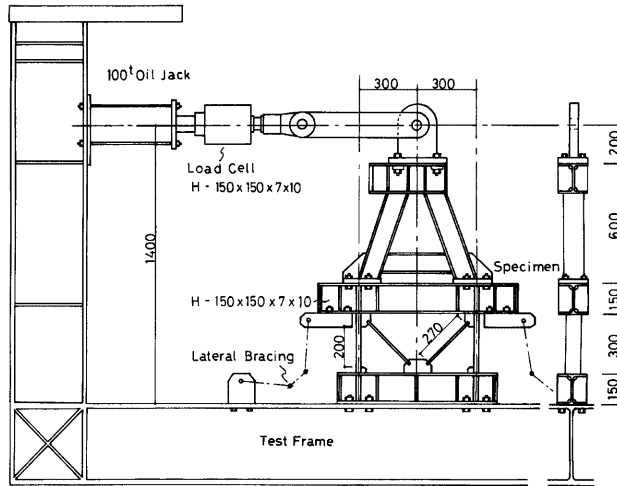


Fig. 2 Test set-up

と第2サイクルの間で耐力および履歴ループ面積の低下がみられるが、第2サイクル以降ではほぼ一定値を保つ。これに対して HS シリーズでは、履歴ループの劣化が繰返し数の増加とともに徐々に進行していく。しかし、この傾向は柱断面の大きいもの程小さく、HS3 の履歴ループには筋違付骨組としての特徴があまりみられない。両シリーズとも、柱断面の大きいもの程耐力および履歴ループの面積は大きい。

Figs. 5, 6 は、柱に貼付したひずみゲージの出力から推定した左柱の軸力変動状況を示し、縦軸は降伏軸力  $N_0$  で無次元化されている。ひずみゲージ出力の解析手法については前報<sup>1)</sup>を参照されたい。柱が早期に座屈した HS0 では、処女載荷時を除いて他の試験体とは非常に異なる挙動を示した。また同じく柱に座屈を生じた HL0 では、途中からひずみゲージ出力に乱れがみられる。

HS0, HL0 以外の試験体における  $N-u$  関係は  $P-u$  関係とほぼ相似形であり、小振幅域では次の関係

$$N = \pm PH/L \dots \dots \dots (1)$$

が成立する。ここに  $H, I$  は外力作用位置およびスパンである。しかし、詳細に観察すると引張力を受ける場合と圧縮力を受ける場合では挙動が若干異っており、履歴ループは原点に対して対称とならない。

変位反転点における柱の軸力比は、柱断面の大きいもの程小さくなるが、その傾向は顕著ではない。これは式(1)でも明らかのように、柱に生じる軸力が壁体の分担水平力に依存するので、柱断面の増大による降伏軸力の増大と分担水平力の増大による軸力の増加とが相殺し合うためと考えられる。

Figs. 7, 8 は、2本の柱の分担水平力の和  $P_f$  と水平変位  $u$  の関係を示し、縦軸は  $P_{f0} \equiv 4M_0/h$  で無次元化されている。ここに  $M_0, h$  は柱の全塑性モーメントおよび内法寸法である。Figs. 5, 6 で明らかのように、変位反転点における柱の軸力比が柱断面の大きさによらずほぼ一定であるため、 $P_f/P_{f0}-u$  関係も柱断面の大きさにあまり依存しない傾向がみられる。

Figs. 9, 10 は、作図荷重  $P$  より柱の分担水平力  $P_f$  を差引いて得られた筋違の分担水平力  $P_b$  と  $u$  の関係を示し、縦軸は  $P_{b0}$  で無次元化されている。筋違の細長比  $\lambda$  と  $\lambda_p \equiv \pi/\sqrt{\epsilon_r}$  の比  $\bar{\lambda}_b \equiv \lambda/\lambda_p$  がほぼ等しい HS1 と HS2 および HL1 と HL2 では (Table 1 参照)、 $P_b/P_{b0}-u$  関係は柱断面の大きさによらず等しい性状を示している。ここに  $\epsilon_r$  は筋違の降伏ひずみである。HS3 では大振幅域での挙動が乱れているが、こ

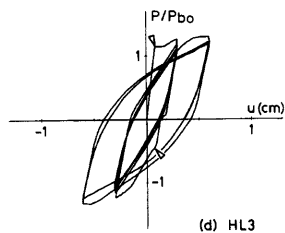
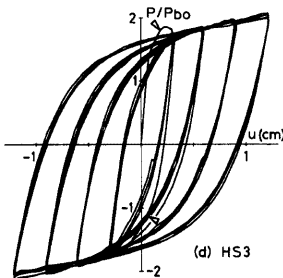
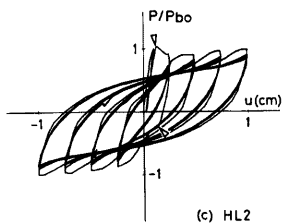
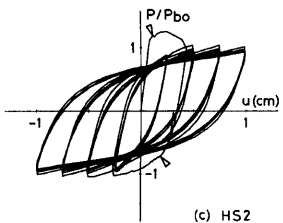
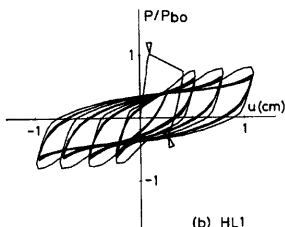
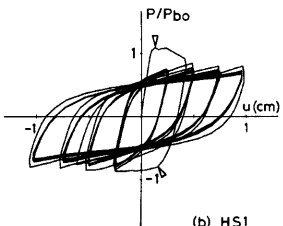
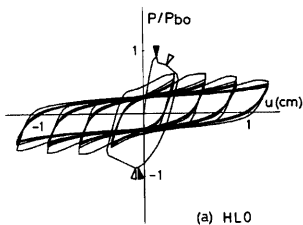
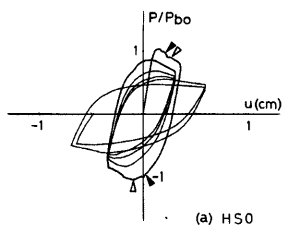


Fig. 3  $P/P_{b0}-u$  relationships (HS series)

Fig. 4  $P/P_{b0}-u$  relationships (HL series)

これは柱のひずみゲージが表・裏でわずかにずれて貼付けられていたため、大振幅域での柱の分担水平力を過大に評価したためと考えられる。

HS1, HS2, HL1, HL2の試験体では、筋違に貼付したひずみゲージの出力より筋違に作用している軸力の変動状況を明らかにすることができた。Fig. 11は右筋違の軸力  $T$  と  $u$  の関係を示し、縦軸は  $T_0$  で無次元化されている。筋違の軸力変動状況は、単一筋違の実験結果<sup>2)</sup> に対応していることがわかる。

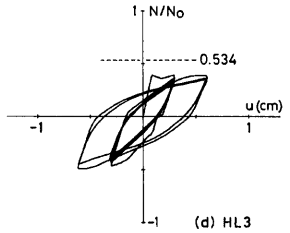
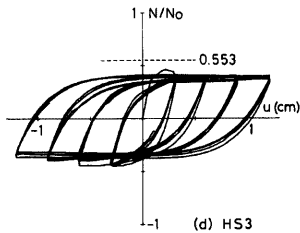
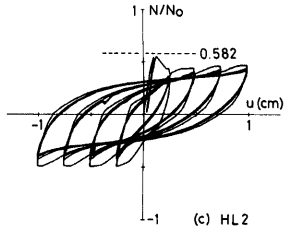
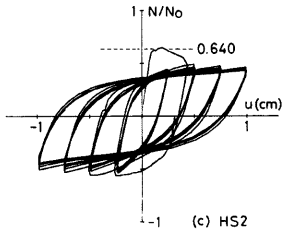
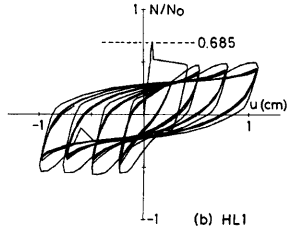
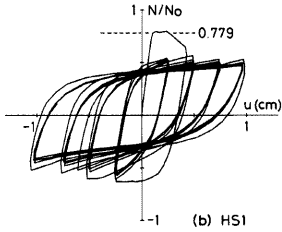
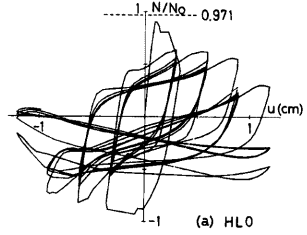
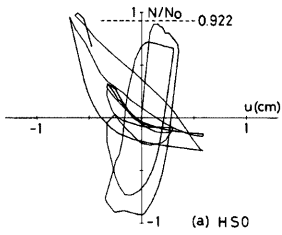


Fig. 5  $N/N_0-u$  relationships (HS series)

Fig. 6  $N/N_0-u$  relationships (HL series)

#### 4. 解 析

##### 4.1 変位反転点耐力の予測

変位反転点耐力は、筋違の分担水平力  $P_0$  と左右の柱の分担水平力  $P_{c1}, P_{c2}$  の和で表される。

$$P = P_0 + P_{c1} + P_{c2} \quad \dots\dots\dots (2)$$

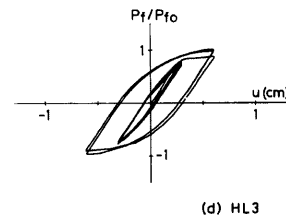
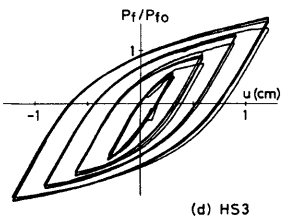
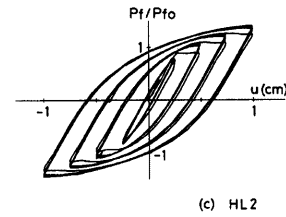
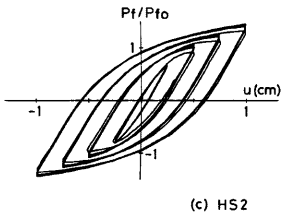
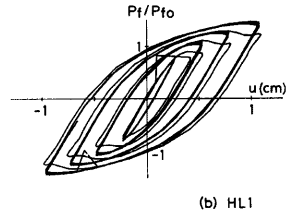
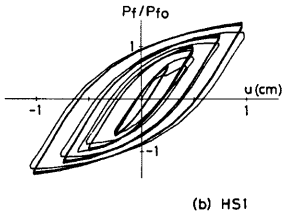


Fig. 7  $P_f/P_{fo}-u$  relationships (HS series)

Fig. 8  $P_f/P_{fo}-u$  relationships (HL series)

柱に作用する軸方向力は式(1)で評価されるから、柱の降伏条件を次のように仮定すると (Fig. 12(a) 参照),

$$\frac{|M|}{M_0} = \begin{cases} 1 & \beta |N| \leq N_0 \\ \beta \left(1 - \frac{|N|}{N_0}\right) & \beta |N| \geq N_0 \end{cases} \dots\dots\dots (3)$$

風上側の柱の耐力は

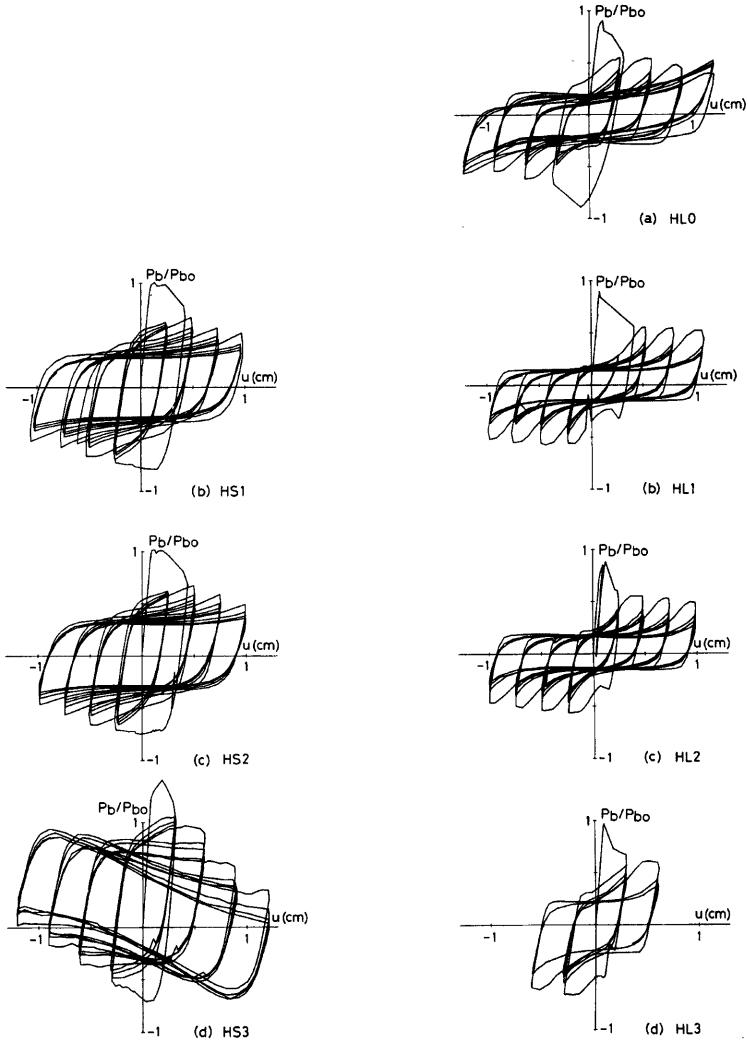


Fig. 9  $P_b/P_{b0}-u$  relationships (HS series)

Fig. 10  $P_b/P_{b0}-u$  relationships (HL series)

$$P_{c1} = \beta \frac{2M_0}{h} \left(1 - \frac{PH}{N_0L}\right) \left[ \leq \frac{2M_0}{N_h} \right] \dots\dots\dots (4a)$$

与えられ、風下側の柱については次式で近似することができる<sup>3)</sup>。

$$P_{c2} = -\beta \frac{2M_0}{h} \left(1 - \frac{PH}{N_0L}\right) \left(1 - \frac{PH}{N_hL}\right) \dots\dots\dots (4b)$$

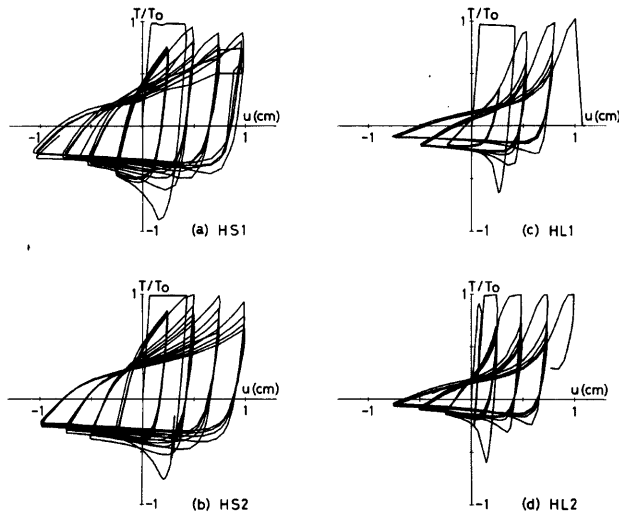


Fig. 11  $T/T_0 - u$  relationships.

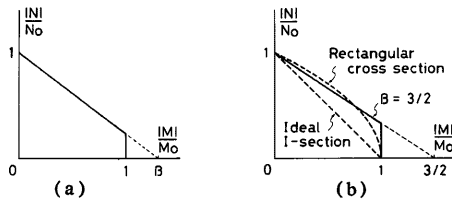


Fig. 12 Yield condition

ここに  $N_E$  は柱の Euler 荷重である。

$P_{f_0} \equiv 4M_0/h$  とおけば、式(2)、(4)より作用荷重  $P$  は次式の根として求まるが、

$$\beta P_{f_0} \frac{(H/L)^2}{2N_0 N_E} P^2 - \left\{ \beta P_{f_0} \frac{H/L}{N_0} \left( 1 + \frac{N_0}{2N_E} \right) + 1 \right\} P + P_0 + \beta P_{f_0} = 0 \quad \dots\dots\dots (5)$$

筋違付壁体の低層部では比較的小さな細長比の柱が用いられるので、式(5)の各項のうち分母に  $N_E$  を含む項を無視することにより次式を得る。

$$P = (P_0 + \beta P_{f_0}) \left( 1 + \frac{\beta P_{f_0}}{N_0} \frac{H}{L} \right) \quad \dots\dots\dots (6)$$

側柱が I 形断面材であり、その弱軸が骨組構面と一致する場合は理想 I 形断面材で近似することが可能であり、I 形断面材の強軸が骨組構面と一致する場合は、長方形断面材として取扱うことができる。柱せいを  $d$  で表し、

$\beta = 1, P_{f_0}/N_0 = 2d/h$ : 理想 I 形断面材

$\beta = 3/2, P_{f_0}/N_0 = d/h$ : 長方形断面材

をそれぞれ式(6)に代入すると次式を得る (Fig. 12(b) 参照)。



$$P = \begin{cases} (P_b + P_{f0}) \left( 1 + 2 \frac{Hd}{Lh} \right) & \text{：理想 I 形断面材} \\ \left( P_b + \frac{3}{2} P_{f0} \right) \left( 1 + \frac{3}{2} \frac{Hd}{Lh} \right) \quad [ \leq P_b + P_{f0} ] & \text{：長方形断面材} \end{cases} \dots\dots\dots (7)$$

Fig. 13 は、式(7)で得られた  $P$  と  $P_{f0}$  の関係を示す。 $Hd/(Lh)=0$  に対する直線は、単純塑性理論解  $P = P_b + P_{f0}$  ..... (8)

に相当する。 $Hd/(Lh)$  が大きい程柱の軸力変動の影響により壁体としての耐力が低下し、とくに理想 I 形断面材の場合にその傾向が著しい。これに対して長方形断面柱の場合、 $Hd/(Lh)$  がそれ程大きくない範囲

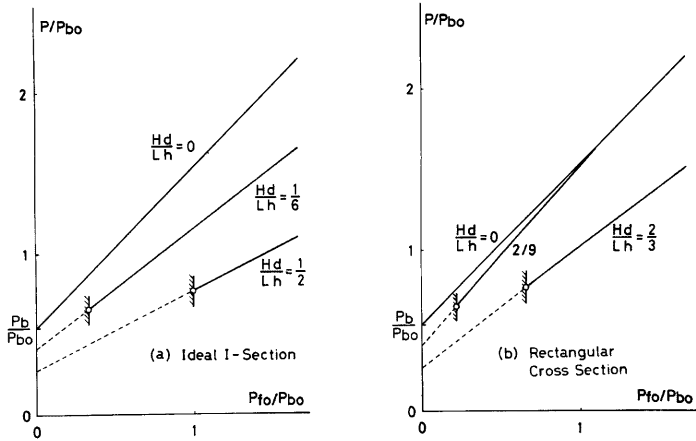


Fig. 13  $P/P_{b0} - P_{f0}/P_{b0}$  relationships.

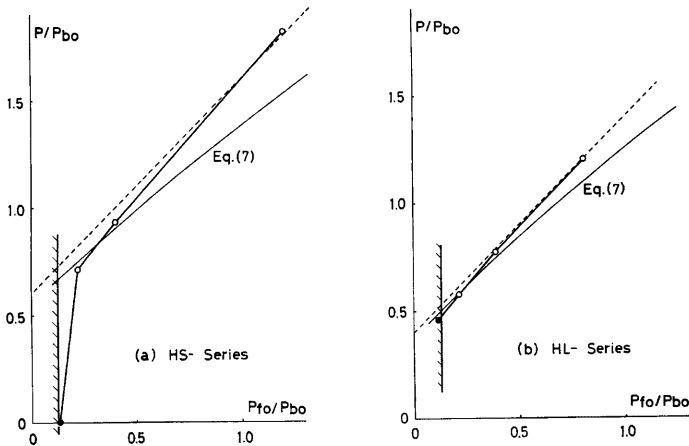


Fig. 14 Comparison between experimental and analytical results

では柱の軸力変動の影響は小さく、単純塑性理論で近似できる場合がある。

Fig. 14 は、式(7)と実験結果の比較を示す。実験値は、各試験体の第2振幅第4サイクルにおける正側および負側での変位反転点耐力の平均値を示し、●印の実験値は柱に座屈を生じた試験体に対応する。図中の実線は、 $d/h \approx \sqrt{P_{f0}/P_{b0}}/6$  と近似したときの式(7)の値を示す。筋違の分担水平力は Figs. 9, 10 を参考に HS シリーズに対して  $P_b/P_{b0} = 0.6$ , HL シリーズに対して  $P_b/P_{b0} = 0.4$  とした。実験値は式(7)による計算結果より、むしろ破線で示された単純塑性理論解によく一致しているが、これは解析においてひずみ硬化の影響が考慮されていないためと考えられる。

Figs. 13, 14 で明らかなように、筋違付壁体の耐力は筋違の分担水平力  $P_b$  の評価に依存するから、繰返し荷重下における筋違耐力の合理的な評価法の確立が望まれる。著者が先に文献4)において提案した単一筋違の耐力評価式は、筋違が多数回の繰返し荷重を受けた後の耐力の下限値を評価しており、式(7)中で用いる値としては安全側に過ぎるように思われる。

4.2 柱に作用する最大軸力の予測

式(1), (6) より、柱の作用軸力は次式で評価され

$$\frac{|N|}{N_0} = \left( \frac{P_b H}{N_0 L} + \frac{\beta P_{f0} H}{N_0 L} \right) / \left( 1 + \frac{\beta P_{f0} H}{N_0 L} \right) \dots\dots\dots (9)$$

その計算結果を Fig. 15 に示す。実際の筋違付骨組では  $\beta P_{f0}/N_0$  はほぼ 1/4~1/8 の範囲に限られるから、助変数  $\beta P_{f0} H/(N_0 L)$  は主として  $H/L$  に依存する量である。同図によれば、柱に座屈を生じさせないためには、 $N_0 L/(P_b H)$  を 2 以上にすべきであり、その場合柱断面を変化させても柱の軸力比はそれ程変化しない。

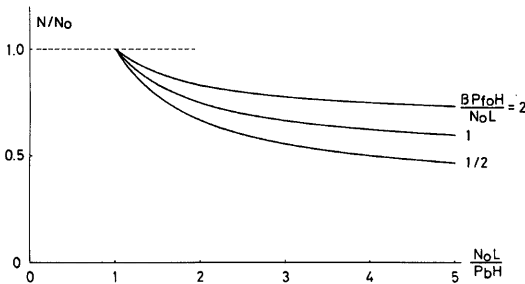


Fig. 15  $N/N_0 - N_0 L/(P_b H)$  relationship

柱の作用軸力が最大となるのは、筋違の分担水平力が最大値  $\alpha_{cr} P_{b0}$  に達したときと考えられる。ここに  $\alpha_{cr}$  は筋違の座屈荷重と降伏軸力の比であって、細長比が中程度以下の筋違については次式で近似することができる。

$$\alpha_{cr} = 1 - 0.24 \bar{\lambda}_c^2 \dots\dots\dots (10)$$

ここに  $\bar{\lambda}_c$  は前節で定義した無次元量であって、筋違の細長比に比例する。 $P_b = \alpha_{cr} P_{b0}$  を式(9)に代入して得られた各試験体の柱の最大軸力比を Figs. 5, 6 中に破線で示す。

柱に座屈を生じさせないためには、柱に作用する最大圧縮力が座屈荷重  $N_{cr}$  を上まわらないことが必要である。筋違付壁体の下層部では柱の細長比は比較的小さいものと仮定して  $N_{cr} \approx N_0$  と置き、筋違については安全側の値としての  $\alpha_{cr} \approx 1$  とすれば次式が得られ、その限界点を Figs. 13, 14 中に示す。

$$P_{f0}/P_{b0} > \begin{cases} 2Hd/(Lh) : \text{理想 I 形断面材} \\ Hd/(Lh) : \text{長方形断面材} \end{cases} \dots\dots\dots (11)$$

柱に座屈を生じた 2 つの試験体の柱は、式(11)で示された限界値にほぼ等しい寸法であったことがわかる。

## 5. 結 論

7層程度の筋違付壁体の第1層部分に相当する小型模型に繰返し水平力を加える実験とその解析結果より、以下の成果を得た。

- 1) 多層筋違付壁体における側柱の軸力変動状況を実験的に明らかにすることができた。側柱の軸力変動は作用荷重にほぼ比例する。
- 2) 柱断面が座屈を生じないような大きさを確保してあれば、柱断面を変化させても最大軸力比はそれ程変化しない。
- 3) 側柱の軸力変動が壁体の耐力に及ぼす影響は、壁体の縦横比および側柱の断面形と細長比に依存し、壁体の縦横比が大きい程、また柱の細長比が大きい程大きい。
- 4) 側柱の断面形が理想 I 形断面あるいはそれに準じた形状の場合、その軸力変動の壁体耐力に及ぼす影響は大きい。しかし、側柱が長方形断面材の場合は側柱の軸力変動の影響は比較的小さく、7層程度の筋違付壁体ではその耐力は単純塑性理論で予測できる。
- 5) 側柱に生じ得る最大圧縮力の評価法、および側柱に座屈を生じさせないために必要な柱断面の評価法を提示した。評価結果は実験値と良好な対応を示した。

## 謝 辞

本研究を行うに当たり、大阪工業大学学生 泉野幸一氏（現モーリショップ）から多大の御協力を得ました。ここに厚く感謝します。

## 参 考 文 献

- 1) 若林 實・柴田道生：多層筋違付架構の履歴挙動に関する実験的研究，京大防災研年報，第26号 B-1，1983，pp. 215-228.
- 2) 若林 實・野中泰二郎・中村 武・森野捷輔・吉田 望：繰返し軸方向を受ける 部材の挙動に関する実験（その1），京大防災研年報，第16号 B，1973，pp. 113-125.
- 3) 日本建築学会：鋼構造塑性設計指針，1975，pp. 114-125.
- 4) 柴田道生・若林 實：K型筋違付架構の塑性耐力，日本建築学会論文報告集，第326号，1983，pp. 1-9.

## 記 号

$d$ : 柱せい	$P_{c2}$ : 風下側柱の分担水平力
$H$ : 外力作用位置	$P_f$ : $P_{c1} + P_{c2}$
$h$ : 柱内法寸法	$P_{f0}$ : $4M_0/h$
$L$ : スパン	$T$ : 筋違に作用する軸方向力
$M$ : 柱端の曲げモーメント	$T_0$ : 筋違の降伏軸力
$M_0$ : 柱の全塑性モーメント	$u$ : 柱頭の水平変位
$N$ : 柱に作用する軸方向力	$\alpha_{cr}$ : 筋違の座屈荷重と降伏軸力の比
$N_{cr}$ : 柱の座屈荷重	$\beta$ : 柱の降伏条件を規定する定数
$N_E$ : 柱の Euler 荷重	$\varepsilon_y$ : 降伏ひずみ
$N_0$ : 柱の降伏軸力	$\lambda$ : 筋違の細長比
$P$ : 系に作用する水平力	$\lambda_y$ : $\pi/\sqrt{e_y}$
$P_0$ : 筋違の分担水平力	$\lambda_b$ : $\lambda/\lambda_y$
$P_{a0}$ : $2T_0 \cos \phi$	$\phi$ : 筋違の取付角
$P_{c1}$ : 風上側柱の分担水平力	